

某矿石堆场深厚软土地基加固处理方案研究

吴梦喜^{1,2}, 宋世雄¹, 于永军³, 赵源³

(1. 中国科学院力学研究所, 北京 100190; 2. 中国科学院大学, 北京 100049;
3. 中国水利水电第八工程局有限公司, 湖南 长沙 410004)

摘要:大量的码头堆场建于深厚软土地基上,地基处理不当容易出现承载力不足、结构位移过大等问题。针对安徽某矿石堆场试运行出现的基础超大位移问题,分析了试运行地基中超孔隙水压力的累计及消散速度,找出了事件发生的根本原因,提出了排水固结的地基二次处理方案。基于自主知识产权的岩土工程有限元分析软件LinkFEA,采用渗流与变形强耦合的方法,预测了地基按照处理方案的现场试验堆载地基中有无排水措施情况下超孔隙水压力和位移变化过程并与试验结果进行了对比,预测结果与试验比较一致。研究表明,地基中未进行排水板二次处理时,地基中的超孔隙水压力幅值很大,稳定安全性较低,水平位移较大;排水板处理后,地基中的超孔隙水压力得以大幅度削减,稳定安全系数大幅度提高,水平位移大幅度减小。在排水板处理区域地基中的超孔隙水压力在水平方向是波浪变化的,垂直方向上不同土层内的超孔隙水压力差异很大,对固结系数比较敏感。

关键词:堆场;排水板;有限元;固结;耦合模拟

中图分类号: TU44

文献标识码: A

文章编号: 2096-7195(2022)06-0479-11

Research on the scheme of the reinforcement treatment of deep soft soil foundation in an ore yard

WU Meng-xi^{1,2}, SONG Shi-xiong¹, YU Yong-jun³, ZHAO Yuan³

(1. Institute of Mechanics, Chinese Academy of Sciences, Beijing 100190, China;

2. University of Chinese Academy of Sciences, Beijing 100049, China;

3. Powerchina Sinohydro Engineering Bureau 8 Co., Ltd., Changsha 410004, Huan, China)

Abstract: A large number of dock yards are built on deep soft soil foundations. Improper foundation treatment is prone to problems such as insufficient bearing capacity and excessive structural displacement. This paper analyzes the accumulation and dissipation rate of excess pore water pressure in the foundation during trial operation, aiming at the super-large displacement of the foundation during the trial operation of an ore yard in Anhui province. The underlying reason of the incident was found out, and a secondary treatment plan for drainage consolidation was proposed. Based on the geotechnical engineering finite element analysis software LinkFEA, the method of strong coupling seepage field and deformation field was used to predict the change process of excess pore water pressure and displacement with or without drainage measures in the foundation. And the predicted results are consistent with the experimental results. The research shows that the amplitude of excess pore water pressure and horizontal displacement in the foundation are larger and the safety is lower in the treatment without drainage plate. After using drainage plate, the excess pore water pressure in the foundation can be greatly reduced, the stability safety factor is greatly improved, and the horizontal displacement is greatly reduced. The excess pore water pressure in the foundation of the drainage slab treatment area is wave-varying in the horizontal direction. The excess pore water pressure in different soil layers in the vertical direction varies greatly and is sensitive to the consolidation coefficient.

Key words: ore yard; prefabricated vertical drainage; finite element method; consolidation; coupling numerical simulation

收稿日期: 2022-06-14

作者简介: 吴梦喜(1967—),男,湖南涟源人,博士,高级工程师,主要从事岩土工程渗流与变形有限元耦合分析方法、水电工程渗流控制、堆石坝设计方案和边坡稳定等方面的研究工作。E-mail: wumx@imech.ac.cn。

0 引言

大量的码头堆场建设在海相、湖相或河相成因的深厚软土地基上,且地下水位埋深浅。软土具有压缩性高、强度低、渗透性差、承载力低等特点,需要进行地基处理才能满足堆场承载力要求。碎石桩/排水板和联合堆载/真空预压可加速地基的固结,提高地基的承载力和减小工后沉降,在软土地基处理中得到广泛应用^[1-2]。由于码头堆场地基处理和运用期中土的渗流与变形、土和结构相互作用的模拟十分复杂,地基处理效果预测方面基于现场试验和理论分析的文献很多,基于数值模拟的文献却十分有限。处理效果不达设计预期、不能满足正常运用要求的实例较为常见。如地基沉降过大或沉降速率过快、堆取料设备基础水平位移过大,甚至发生地基滑移,需要进行地基的二次加固处理的实例很多^[3-5]。

某矿石码头堆场在试运行过程中发生了堆场封闭式雨棚基础超大水平位移。本文介绍事件的情况和分析发生的原因,提出地基二次处理的方案。在进行补充勘探和室内土工试验的基础上,基于自主知识产权岩土工程分析软件 LinkFEA,采用渗流与变形强耦合的有限元方法,对堆场地基的二次处理方案进行了深入研究,预测了地基处理前与处理后堆载预压阶段地基中的超孔隙水压力、位移场及其变化过程、结构基础的位移和应力变化过程和地基的抗滑稳定安全系数,并由甲方组织进行了大规模处理效果验证现场试验。目前地基处理方案在混合料堆场已推广应用。

本文重点介绍试验场地地基填土和预压固结过程中的超孔隙水压力发展和变化过程及其对地

基稳定性影响的预测结果和认识,期望为软土地基处理的设计与分析预测提供参考。

1 堆场的基本情况与变形事件

1.1 堆场设计基本情况

2018 年底基本建成的某矿石码头堆场位于安徽某地的长江大堤内侧,由混合料和成品料两个堆场组成,结构与基础地质典型剖面见图 1。地下水位埋深浅。主要土层由湖相沉积的粉质黏土层和淤泥质粉质黏土层组成。基岩面起伏较大,一般覆盖层厚度在 20~35 m 之间。混合料和成品料堆场均设一个条形料堆,堆顶采用两条带式输送机布料,堆场堆底设出料廊道(地弄),从堆场设计地面高程 11.00 m 起设计堆高 24.80 m。从堆料高度看属于超大堆场。

雨棚网架支座间距 8 m,单个基础采用两个直径 800 mm 的灌注桩支撑,嵌入基岩 1 m。地弄采用深入到基岩表面的间距 2.4 m 直径 600 mm 的预应力管桩支撑。地基天然土层处于饱和状态,淤泥质粉质黏土层厚达 10~20 m。堆场内基础以外地基仅采用间距 5 m 直径 600 mm 正方形布置的碎石桩进行处理。

1.2 网架基础大偏移事件

在工程调试阶段,混合料堆场于 2018 年 12 月 26 日—2019 年 1 月 27 日共进行了 5 次间断堆载。2019 年 2 月 7 日再次进行堆料,料堆顶部高程 32.5 m,低于设计堆料顶部高程 35.8 m,网架出现异常响声。2 月 8 日早上巡查发现靠近 318 国道的 18 榀网架基础产生偏移,现场情况如图 2 所示。

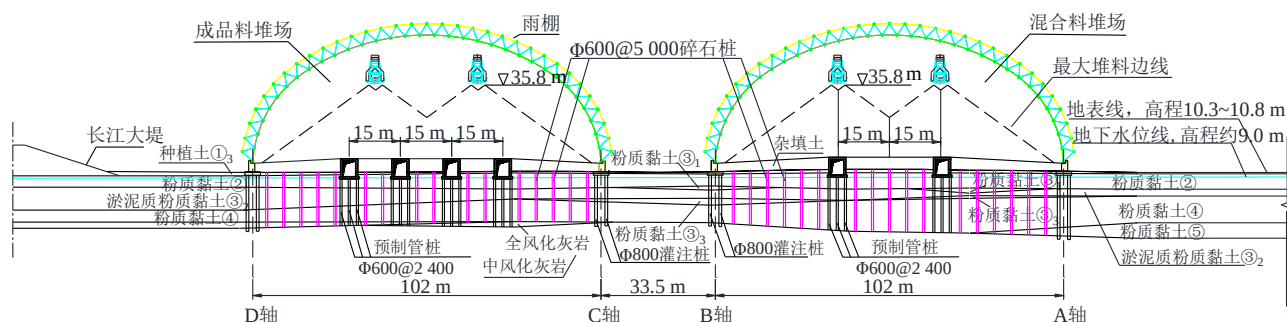


图 1 矿石堆场典型剖面

Fig. 1 Typical section of the ore yard



图2 基础与网架变形照片

Fig. 2 Deformation photo of foundation and canopy grids

经测量, 11个网架基础水平偏移超过1 m, 最大偏移2.936 m。图2中网架基础轴线外侧约13 m范围内的土体出现隆起, 内侧20 m范围内地面出现大量裂缝。仓内廊道沉降缝处出现细微错位, 未发生明显沉降。2月8日开始卸载并进行连续监测, 10日卸载至高程24.0 m左右。期间, 基础水平偏移最大增加值3.4 cm。此后基础偏移无进一步变化, 偏移量趋于稳定。成品料堆场因为堆高相对较小, 未发生异常情况。

2 事件原因分析与处理方案

2.1 事件原因初步分析

在堆载作用下, 地基中向外的水平位移可能破坏周边既有的建筑物基础^[6]。建设单位、设计单位经过多次调查、探讨, 认为事件发生的主要原因是快速堆载导致下层淤泥质软黏土地基发生剪切滑移, 对桩基产生较大的侧向荷载而致使网架基础偏移, 地基未加固处理前堆场不具备按照设计堆高正常运行的条件, 因此需要对地基进行二次处理。

软土地基快速荷载作用下抗剪强度不足的原因是土体压缩而排水缓慢产生超孔隙水压力, 下面将根据本场地的排水特性来定量评估超孔隙水压力的消散速度。

半径 r_0 的碎石桩对基土起水平径向排水作用, 将一个碎石桩的影响范围等效为半径 R 的圆。 $R-r_0$ 即基土的最大排水距离。对于间距为 a , 排距为 b 的碎石桩, R 可按如下公式^[7]计算:

$$R=0.5ab\pi \quad (1)$$

间距5 m直径600 mm正方形布置的碎石桩影响区域的等效半径为2.82 m。按照文献^[5]中给出的等效水平排水计算公式(2), 计算出场地的一维等效水平排水距离 $H=3.992$ m。

$$H=[R/(R-r_0)\ln(R/r_0)]^{0.5}(R-r_0) \quad (2)$$

因地基中粉质黏土和淤泥质粉土的固结系数都比较低, 厚度基本超过20 m, 且底部为基岩, 垂直向处于顶部的单向排水状态, 因而固结时间取决于排水路径短的水平排水距离。可按一维固结模式计算排水时间:

$$t=H^2/C_v T_v \quad (3)$$

式中: t 为排水时间; H 为一维等效排水距离; C_v 为固结系数; T_v 为固结时间因数($T_v=1.0$ 时, 一维固结理论解最大超孔隙水压力消散达89%)。

依据原设计地质勘测资料, 场地中淤泥质黏土的固结系数约为 $1.5 \times 10^{-3} \text{ cm}^2/\text{s}$, 按照公式(3), 计算场地达到 $T_v=1.0$ 的固结时间为1 230 d。可见既有地基地面填土引起地基中的超孔隙水压力短期内消散程度低。堆料的快速堆载下淤泥质黏土和黏土层基本没有排水固结, 地基中的附加体积应力几乎全部转化为超孔隙水压力, 这是造成偏移事件的根本原因。

2.2 地基处理的比选方案

业主组织了多次调查和咨询会议, 形成了两个处理方案:(1)加密碎石桩并辅以其他加固措施以保护基础中的预制管桩和控制网架基础水平位移的柔性方案;(2)筏板与刚性桩结合的刚性方案。

软土地基中设置竖向的排水, 不但可以加速地基的排水固结, 提高地基的承载力, 而且能显著减小填筑体坡脚的水平位移^[8]。因此, 排水固结是可能的处理方案。

排水固结方案优点显而易见, 但是在既有地基上打设排水设施与堆载, 是否会造成堆场内既有的预制管桩基础破坏、是否会在堆载过程中导致雨棚基础产生过大的水平位移、地基处理完成后能否达到设计堆高运行的要求, 常规的理论分析难以回答。因柔性方案对上述问题的定量分析困难, 柔性方案缺少分析技术方面的支持而被否决。刚性处理方案因其分析简单可靠而获得咨询会专家推荐。后因该方案不但费用高、处理时间长且处理过程对堆场生产运行影响过大, 业主难以接受而被暂时搁置。最后仍旧重新研究柔性处理方案。

3 排水固结方案研究

3.1 方案的思路

在地基中增设合适密度的碎石桩或排水板, 缩短水平排水距离以提高场地在荷载作用下产生的超孔隙水压力的消散速度, 从而使地基达到加速固

结的目的。基于塑料排水板施工方便、工期短、造价低、对桩基影响小等特点，选择打设排水板作为排水措施。直接利用堆场生产运行的堆料自重荷载，可以在地基固结阶段采取分级控制堆料上升高度的生产运行模式，地基预压固结完成后恢复正常生产运行来实现地基的排水固结和雨棚基础的水平位移控制。此方案处理费用低，对生产影响小。

方案是否可行取决于两个方面：（1）地基处理过程中雨棚基础的水平位移应小于允许值；（2）地基处理后堆场安全运行的堆料高度应基本达到设计高度。运行后地基的抗滑稳定安全性和地基中的预制管桩的安全性评价以及雨棚基础的水平位移预测与控制研究是支撑方案设计论证的关键内容。

3.2 排水板间距研究

排水板的间距是影响排水速度和施工费用的关键参数。排水板的宽度为 10 cm，本文将其等效为 6 cm 直径的排水通道。按上述固结系数和公式（2）和（3）计算得到固结时间因数 1.0 时正三角形布置的排水板间距与固结时间关系见表 1。排水板间距 1 m 和 0.8 m 时，达到时间因数 1.0 的排水历时分别为 57.4 d，33.4 d。排水速度方面，一方面要考虑堆载预压固结的时间，另一方面由于正常运用期堆载是饱和地基上的活荷载，运行过程中仍然要防止超孔隙水压力的累积。虽然固结后地基的不排水强度得以提升，地基的抗滑稳定安全和水平位移控制要求仍然不允许地基中有过大的超孔隙水压力累积。运行期堆载速度取决于料场进出料的周转周期，矿石二期工程完成后混合料堆场的吞吐量将大幅提升，快速出货时从地面堆载到设计高程的时间仅为数天。因而需要较小的排水孔间距来控制超孔隙水压力的累计幅度。

表 1 排水板间距与固结时间关系

Table 1 Relationship between drainage plate spacing and consolidation time

排水板间距/m	排水距离 H/m	固结历时 t/d
0.5	0.364	10.2
0.6	0.459	16.3
0.7	0.558	24.0
0.8	0.658	33.4
0.9	0.759	44.5
1.0	0.863	57.4
1.1	0.967	72.2

场地内插排水板需要在杂填土上先做引孔，引孔的费用是排水板施工的主要费用，引孔的数量与

排水板的距离平方成反比。推荐排水板的间距不宜超过 1.0 m。

3.3 固结堆载方案研究与堆载试验

为了研究地基处理方案，首先选取若干典型断面（场地覆盖层深度与各土层厚度空间变异性大）预测预压固结和正常运用两阶段地基中的超孔隙水压力和位移，并研究承台基础的水平位移和承台与地弄下桩基的安全性，选择地质条件较差的一段进行地基处理与堆载试验，验证和完善处理方案。

预测选择了发生雨棚基础偏移事件的 11-11 断面和混合料堆场内东侧覆盖层深度最大的 14-14 断面。11-11 断面的研究还可以计算事件发生时地基中的孔隙水压力和位移情况，并计算其稳定安全性。14-14 断面用于现场堆载试验。对这两个断面分别布置了 3 个钻孔，委托河海大学进行了补充勘探取样和室内固结、三轴排水剪切和静止侧压力系数测定试验，以获取比较准确的计算参数。

为检验和优化方案，在混合料堆场的东侧选取了纵向 88 m 长的场地进行地基处理和堆载预压试验。杭州原野设计事务所有限公司主持设计了试验和监测方案，场地中按 1 m 间距正方形打设了排水板，各部位排水板的打设深度受到雨棚封闭结构的限制，其最大打设深度如图 3 所示。监测线布置在试验区中部的 16 m 范围内，布置了表面沉降仪、孔隙水压力监测孔和测斜孔。

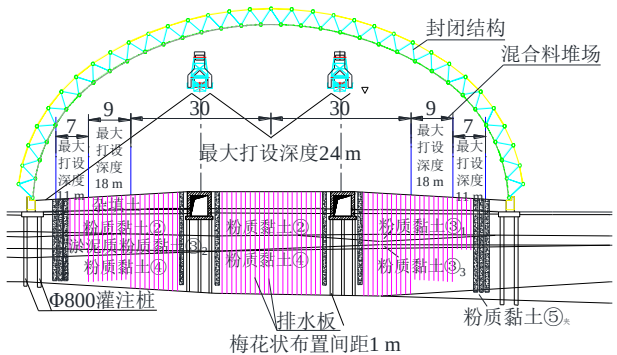


图 3 混合料场地地基排水板布置
Fig. 3 Layout of drainage boards inside the foundation of the mixed material yard

在地基中可能的范围全部打设排水板后，堆料范围横向为正常运行时的最大外边线，纵向为整个试验区，堆料的坡度为混合料自然休止角，以近似实现试验区域正中横剖面的二维受力条件。分层进行预压堆载，并观测场地的变形、孔隙水压力和雨棚承台的水平位移。自 2020 年 1 月 20 日开始堆载，堆载过程见图 4。

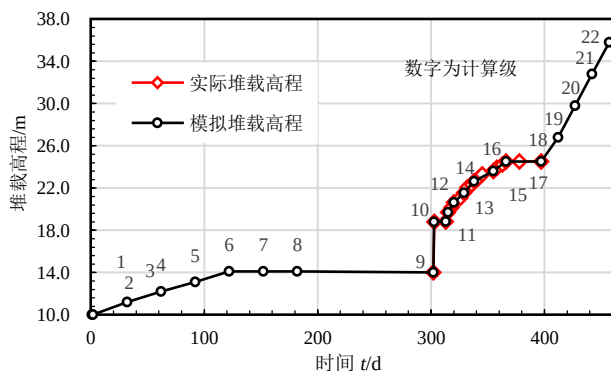


图4 堆载时间过程与计算级

Fig. 4 Stacking time process and calculation stage

4 计算预测及与试验结果对比

计算采用的软件为第一作者自主研发的 LinkFEA 软件。该软件具备二维和三维的有限元渗流、渗流与变形耦合计算功能,并能依据二维的应力结果计算稳定安全系数,已经应用于我国大渡河上的瀑布沟水电站、长河坝水电站、双江口水电站、硬梁包水电站、金沙江上的拉哇水电站、昌波水电站、雅鲁藏布江上的加查水电站、澜沧江上的黄登水电站、如美水电站和黑水河上的毛尔盖水电站等十多个重大水电站工程的枢纽建筑物的渗流、应力变形及边坡稳定性的研究,其研究成果支撑了上述工程的方案论证和设计优化。本文进行了地基处理全过程二维渗流与应力变形有限元强耦合计算,预测其孔隙水压力和位移情况,并计算了地基在堆载过程中的抗滑稳定安全系数。

4.1 耦合计算理论与模拟技术

本文简要介绍渗流与变形强耦合模拟的理论与方法,详细内容请参考文献^[5]。

(1) 渗流与变形强耦合的基本方程

湖相沉积土层的渗透系数随固结压力有较大变化,因此,饱和渗透系数的变化要考虑孔隙压缩的影响^[9]。假定土体压缩时超孔隙气自由排出,即孔隙气压力始终为 0 时,以指标符号系统表示的变饱和度和耦合变形的渗流微分方程如下:

$$[-K_{ij}(\phi) \cdot k_r(s) \cdot (\frac{p_w}{\gamma_w} + z)_{,j}]_{,i} + \phi s'(p_w) \frac{\partial(p_w)}{\partial t} + s \frac{\partial u_{i,j}}{\partial t} = 0 \quad (4)$$

式中: s 为土体的孔隙水饱和度; $k_r(s)$ 为相对渗透系数,是饱和度 s 的函数; K_{ij} 为渗透张量,其主值随着土体的孔隙率而变化; p_w 为水压力; γ_w 为水的容重; z 为与重力方向相反的坐标轴,可以理解

为位置水头; ϕ 为孔隙率; s' 是饱和度对孔隙水压力的偏导数; t 为时间; u 为位移向量, i, j 为下标,表示坐标轴, $i, j=1, 2, 3$, 下标中逗号“,”表示求偏导数,重复下标表示求和。

方程中除了渗流基本变量 p_w 和变形基本变量 u 以外,还包含饱和度 s 、相对渗透系数 k_r 和渗透张量函数 K_{ij} 这 3 个未知量,需要补充 3 个关系式。饱和度 s 由饱和度-吸力关系函数 $s(p_w)$ 计算; 相对渗透系数 k_r 由饱和度与相对渗透系数关系函数 $k_r(s)$ 计算,常采用 MUALEM^[10] 公式描述。饱和渗透系数与孔隙率的关系 $k_{ij}(\phi)$,则由固结试验确定。

耦合渗流的变形微分方程为:

$$[\frac{1}{2} D_{ijkl} (u_{k,l} + u_{l,k}) - \text{sgn}(p_w) \cdot p_w \delta_{ij}]_{,j} + f_i = 0 \quad (5)$$

式中: D_{ijkl} 为弹性或弹塑性矩阵张量,由本构关系计算; $u_{k,l}$ 为位移向量; $\text{sgn}(p_w)$ 是孔隙水压力的符号函数,表示忽略负的孔隙水压力对变形的影响; f_i 为体积力; δ_{ij} 为克罗内克符号。

本构关系采用邓肯 E-B 非线性弹性模型按中点应力法计算。采用有限元方法方程 (4) 和 (5) 联立求解,迭代计算收敛后即可获得一个时间步的有限元节点位移增量和孔隙水压力结果,并依据位移增量计算单元高斯点的应力增量。

(2) 排水板区域的概化

二维模型中,插排水板的区域可以分成排水板和基土两种材料相间分布,如图 5 所示,排水板间土的宽度 c , $c=2H$, H 按公式 (2) 计算。排水板的等效宽度 b 根据置换率计算。

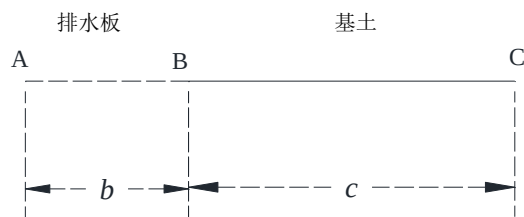


图5 排水板区域二维模型概化图

Fig. 5 Schematic diagram of 2D model of foundation with plastic board

(3) 渗透系数与孔隙率的关系

一般低渗透土层的渗透系数,压密过程中变化很大^[7]。从固结试验中获得的土体压缩系数、固结系数,按照如下公式计算出渗透系数^[7]。

$$k = c_v \gamma_w / E_s \quad (6)$$

式中: k 为渗透系数; c_v 为固结系数; γ_w 为水的容重; E_s 为侧限压缩模量。

由此可以依据固结试验中压缩系数、固结系数与固结应力之间的关系,建立起渗透系数与孔隙率之间的关系,从而可以在有限元计算中,依据高斯点的孔隙率变化,实现渗透系数时空变化的模拟。

4.2 计算模型

(1) 模型概化与有限元网格

用平面应变模型模拟来反映实际,需要在二维模型中模拟桩的受力性状。

承台下一排两个直径为 800 mm 灌注桩,纵向间距 8 m,其单桩截面积 0.50 m^2 。单桩对坐标轴惯性矩 $I=2.01 \times 10^{-2} \text{ m}^4$,在平面模型中概化成 0.62 m 宽混凝土。 1 m 宽模型面积 0.62 m^2 ,与单桩截面积之比 $0.62/0.50=1.24$;可将材料模量 $20 \times 10^6 \text{ kPa}$ 降低 1.24 倍,即 $16.15 \times 10^6 \text{ kPa}$,实现垂直向压缩应变等效。单个网架基础承台上作用的水平荷载为 370 kN,竖向荷载为 860 kN,此荷载作为均布力,除以 1 m 宽度和承台长度 1.2 m ,在混凝土结构形成计算级一次施加到承台顶面(均布荷载水平 308 kN/m^2 ,垂直荷载 717 kN/m^2)。旋喷桩和加强桩的概化方法同灌注桩,加强桩的弹模同灌注桩,旋喷桩的弹性模量取 200 MPa 。

地弄下一排三个管桩直径 600 mm,纵向间距 2.4 m,概化成 0.41 m 宽的矩形。按照 2.4 m 纵向宽上部荷载作用下,桩的压缩变形等效来对桩的弹性模量($20 \times 10^6 \text{ kPa}$)除以 2.4 折减。

概化模型见图 6。由于地弄垂直方向受到其底部管桩的支撑,其垂直沉降小于两侧土体,因此,其上部土体之间存在局部化的剪切滑移,需要在土体内部设置能模拟滑移变形的接触面单元。在承台两侧、地弄两侧边缘处取 0.1 m 厚土体作为应力接触面,不同的接触部位依据接触材料不同采用不同的抗剪强度参数(按摩擦力等效概化)。

排水板的等效水平排水效应通过上述排水板间基土的等效宽度来实现,而排水板本身的储水效

应则需要通过置换率来调整排水板单元的孔隙率来等效。排水板滤芯厚度 3.5 mm ,宽度 0.2 m 。边长 1 m 正三角形的面积为 0.433 m^2 ,滤芯截面积 0.0007 m^2 ,置换率 0.162% 。二维平面应变模型中排水板间土宽 1.7 m ,排水板宽取 0.1 m ,模型中的置换率为 0.0556 ,比实际滤芯面积扩大了 34.4 倍。设定排水板的孔隙率为 0.7,相应的孔隙率应缩小 34.4 倍,即孔隙率近似为 0.02 才能使排水板内的注水饱和过程与实际等效。

排水板的垂直渗透系数按照排水板的纵向通水率 $>20 \text{ cm}^3/\text{s}$ 来计算。按照相关规程规定,试验测定时排水板中的水力坡降为 0.5。排水板的垂直渗透系数按以下公式计算:

$$k = q / (b \cdot \delta \cdot j) \quad (7)$$

式中: q 为通水率; b 为宽度; δ 为滤芯厚度; j 为水力坡降。计算得到排水板的渗透系数为 $5.71 \times 10^{-2} \text{ m/s}$ 。排水板单元的渗透系数因模型中截面积扩大了 34.4 倍,渗透系数折算为 $1.66 \times 10^{-3} \text{ m/s}$ 。

有限元网格如图 7 所示,模型共有 59 003 个节点,58 365 个单元。堆料的网格剖分通过不同的填筑分组,既可满足试验时高程 24.5 m 分层摊铺堆载,其上部自然布料堆载的条件,又可实现整个堆载自然布料分级运行的计算条件(堆场处理推广应用采用分级运行的加载模式)。计算中地基中的桩和排水板通过在其施工计算级的材料替换来仿真,填筑和堆载过程则通过填筑单元分级生成来模拟。

(2) 计算级与计算条件

如图 4 所示,共分 22 个计算级来模拟地基的渗流与应力变形过程。前 18 级,模拟堆场施工和现场地基处理和试验堆载过程,料场顶部高程到 24.5 m ,18 级后改为按照自然下料升高堆料高度(不推平到最大堆料边线)。第 1 级,天然地基生成;第 2 级承台及下部灌注桩、地弄及下部预应力管桩

单位: m

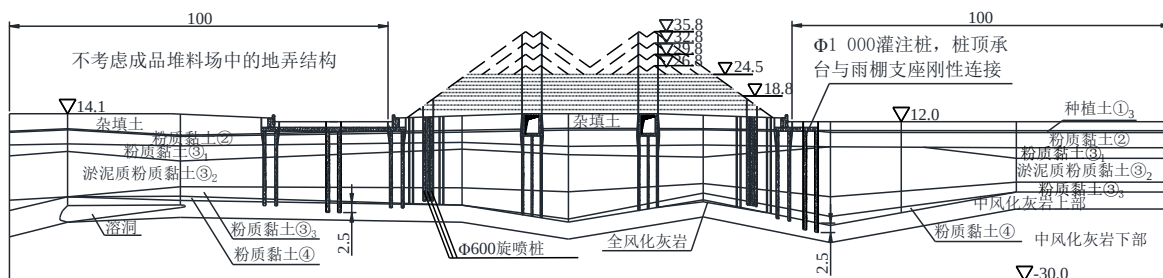


图 6 模型概化

Fig. 6 Generalized calculation model

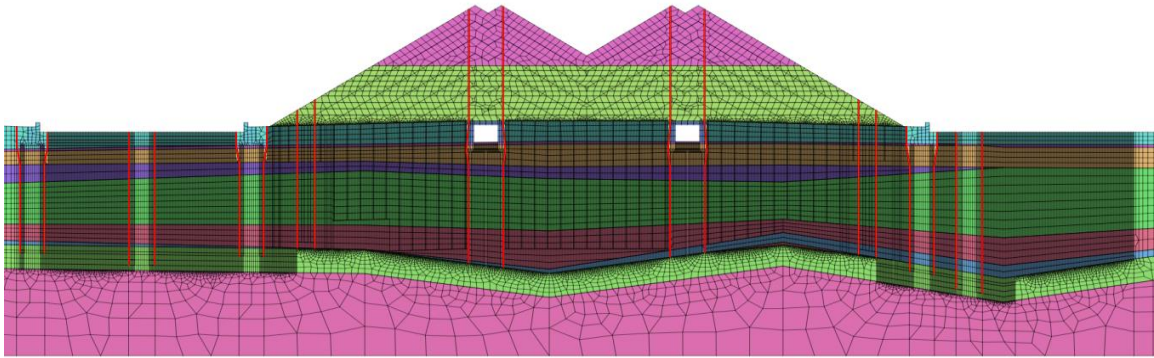


图7 模型有限元网格图
Fig. 7 Finite element mesh of model

施工;第3~6级,雨棚内填土至高程14.10 m(地弄顶部),分4个计算级,每级30 d,共120 d;第7级,雨棚两侧填至12.00 m高程,30 d;第8级排水板、旋喷桩、加强桩施工,30 d;第9级,静置固结120 d;第10级,一次快速堆载至18.8 m;第11级,静置10.5 d;第12~17级,自18.8 m高程水平成层堆载至25.2 m高程中2~3次实际堆载作为一级,按一次匀速的方式堆载,每级堆高约1 m;第18级,静置30 d;第19~22级,分4级,采用天然休止角的锥形堆载至设计高程35.8 m,每级15 d。

模型两侧作为地下水位边界,计算时初始地下水位取9.00 m,各加载级模型两侧截断边界的地下水位保持不变。

4.3 材料参数

计算用到的土的参数包括密度、孔隙率、填筑饱和度、摩尔-库伦强度指标、本构模型参数、渗透系数(不考虑渗透系数的压密影响)或土层固结过程参数(考虑压密影响)、非饱和相对渗透系数与饱和度关系、饱和度与吸力关系曲线等,均由受托单位河海大学完成。第1级天然覆盖层应力计算时用到天然覆盖土层的侧压力系数,据此按照有限元计算所得的垂直正应力和侧压力系数的乘积修正水平向正应力。因篇幅限制,本文仅列出主要参数。

试验获得的主要土层的固结系数、压缩模量与固结压力的关系分别列于表2和表3。程序中依据这些关系和土层的侧压力系数,折算出固结试验中体应力与体积模量的关系。再依据渗透系数与体积压力、固结系数的关系和高斯点的有效应力状态,计算土层单元中各高斯点的渗透系数,从而模拟渗透系数在空间和时间上的变化。

土体的本构模型采用邓肯E-B模型,其密度、孔隙率、静止侧压力系数、强度指标与邓肯E-B模型参数列于表4。

表2 土层固结压力与固结系数(10⁻⁵ cm²/s)关系
Table 2 Consolidation pressure vs. consolidation coefficient of soils

压力/ kPa	粉质 黏土②	粉质 黏土③ ₁	淤泥质粉 质黏土③ ₂	粉质 黏土③ ₃	粉质 黏土④	粉质 黏土⑤
50	2.67	2.67	2.45	3.06	3.06	3.06
100	1.29	1.29	2.01	3.05	2.74	2.74
200	1.40	1.40	2.12	3.24	3.22	3.22
400	1.16	1.16	2.08	3.08	3.47	3.47
800	1.32	1.32	2.93	2.90	3.42	3.42

表3 土层固结压力与侧限压缩模量关系
Table 3 Consolidation pressure vs. compression modulus of soils

压力/ kPa	粉质 黏土②	粉质 黏土③ ₁	淤泥质粉 质黏土③ ₂	粉质 黏土③ ₃	粉质 黏土④	粉质 黏土⑤
50	2 483	2 483	1 607	2 528	2 190	2 190
100	3 217	3 217	2 457	3 765	3 530	3 530
200	4 857	4 857	3 203	5 863	5 560	5 560
400	7 727	7 727	5 413	9 315	11 400	11 400
800	11 877	11 877	9 733	14 178	18 430	18 430

混凝土和基岩采用线弹性模型。混凝土的弹性模量取1 500 MPa,泊松比取0.2。各风化程度基岩的渗透系数和弹性参数因篇幅限制从略。接触面单元应力-应变关系采用邓肯-克拉夫模型,法向模量在受压时取10 GPa,受拉时取1 kPa。模型中所有接触面的 k_1 、 n 和 R_f 均取值100、0.57、0.68。接触面材料容重、渗透系数、孔隙率与接触部位土体相同,堆料内部接触面 $c=0$ kPa、 $\varphi=36^\circ$ (取值与堆料相同),堆料与混凝土接触面 $c=0$ kPa、 $\varphi=14.3^\circ$ (摩擦系数0.2);杂填土内部接触面 $c=13.4$ kPa、 $\varphi=28.8^\circ$;其他接触面取 $c=10$ kPa、 $\varphi=5.71^\circ$ (摩擦系数0.1)。

表 4 填筑料和覆盖层土体物理参数与邓肯 E-B 模型参数

Table 4 Parameters for Duncan E-B model and physical parameters of fill and cover soils

材料	天然密度/ (g/cm ³)	初始孔 隙率	侧压力 系数 K ₀	c/kPa	Φ/(°)	K	n	R _f	K _b	m	K _{ur}
混合堆料	1.80	0.300	—	0	36.0	500	0.350	0.800	340	0.200	1 000.0
杂填土①	18.8	0.472	—	13.4	28.8	300	0.116	0.747	100	0.176	1 800.0
粉质黏土②	1.88	0.483	0.416	27.4	28.5	76	0.600	0.670	31	0.620	532.0
粉质黏土③ ₁	1.87	0.487	0.416	16.1	31.5	41	1.170	0.650	21	0.760	299.3
淤泥质粉质黏土③ ₂	1.75	0.552	0.381	21.0	29.6	77	0.560	0.700	19	0.710	481.3
粉质黏土③ ₃	1.86	0.486	0.360	18.6	31.3	169	0.420	0.800	44	0.420	1 014.0
粉质黏土④	1.96	0.440	0.368	0	31.4	127	0.620	0.820	33	0.740	762.0
粉质黏土⑤	2.01	0.426	0.370	10.0	33.0	200	0.500	0.810	120	0.500	1 200.0
排水板	1.86	0.010	—	30.7	29.7	149	0.116	0.747	50	0.176	894.0
沉渣	1.80	0.300	—	0	36.0	1 000	0.350	0.800	340	0.200	6 000.0

4.4 计算结果

为了分析地基处理前后的承载特性差异，计算了场地中设置与不设置排水板的两种方案。

输出节点位移、孔隙水压力和高斯点应力结果，并根据各级的应力结果计算抗滑稳定安全系数。因篇幅限制，仅介绍第 17 级（堆料高程 24.5 m）和第 22 级（堆料达到设计高程 35.8 m）的情况。

（1）排水板未设置工况

未进行排水板处理时，堆高到 24.5 m 和 35.8 m 高程地基中的水头分别如图 8（a）和（b）所示，在高程 9 m（天然地下水位）以下，图中纵坐标 9 以下部分的等值线数字与 9 m 的静水头之差，即为超孔隙水压力水头。图 8（a）中堆场中部地基中 27 m 的等值线的超孔隙水头为 18 m，即超孔隙水压力 176.6 kPa，与天然地基上部填筑的杂填土和混合料堆载产生的最大附加荷载 226.4 kPa（3.5 m 高杂填土，10 m 高堆料）之比为 0.78。第 22 级中的 31 m 等水头线的超孔隙水头为 22 m，即超孔隙水压力 215.8 kPa，与最大附加荷载 449.5 kPa（3.5 m 高杂填土，21.8 m 高堆料）之比为 0.48。第 22 级时的超孔隙水压力与荷载之比大大低于第 17 级时的情况，主要原因一方面从图 7 可以看出前期的超孔隙水压力经历了 91 d 会有所消散，另一方面从图 6 可以看出后续附加的荷载范围较小，推知扩散到饱和土层时其实际附加垂直压应力已经大大减小。因此，地基中未有排水措施时，超孔隙水压力的消散程度低，有限元结果与理论计算吻合。

采用 LinkFEA-slope 软件，基于有限元应力计算结果，依据有效应力插值计算的圆弧滑面上的抗

滑力矩与滑动力矩之比，优化得到的最危险滑动面与最小安全系数^[11]，第 17 级和第 22 级两工况下场地的圆弧滑动稳定安全系数如图 9。第 17 级的向左与向右滑动安全系数分别为 1.46 和 1.44，第 22 级向左与向右的滑动安全系数分别为 1.08 和 1.03。可见场地地基无排水板处理时，设计堆高的抗滑稳定接近临界状态，稳定安全性严重不足。

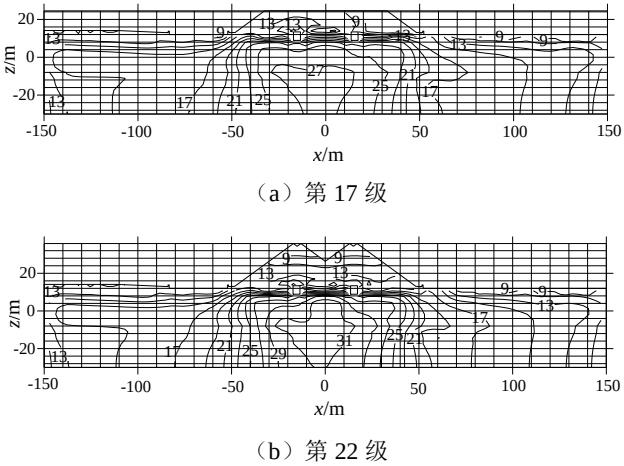


图 8 无排水板地基中的水头

Fig. 8 Water head in the foundation without prefabricated vertical drain

（2）设置排水板后工况

排水板设置后，其场地中的超孔隙水压力、地基中桩的承载力、场地表面的沉降和场地两侧靠近雨棚承台地基的水平位移以及桩承台的水平位移等是判断方案可行性的关键内容，也是堆载试验验证和方案优化的任务。

(3) 地基中的孔隙水压力

图 10 为第 17 级和第 22 级地基中的孔隙水头,可见这两个计算级排水板处理区域中的孔隙水头大都在 14 m 左右,即超孔隙水压力 50 kPa 左右,其值得到了有效削减。

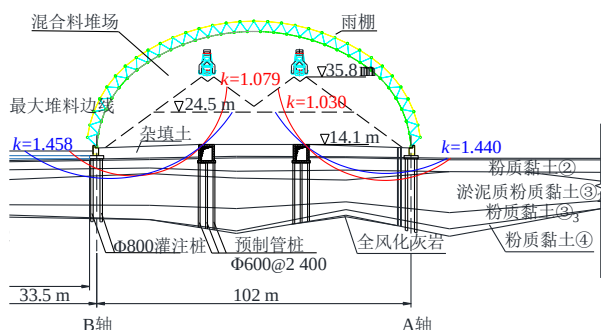
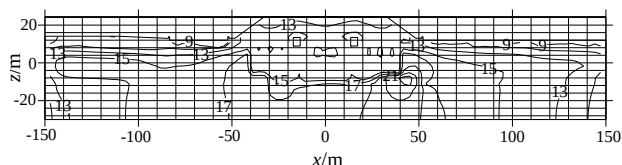
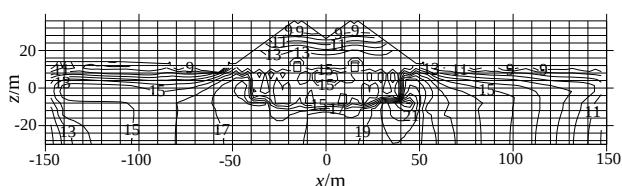


图 9 无排水板时地基的稳定安全系数

Fig. 9 Stability safety factor of foundation without prefabricated vertical drain



(a) 第 17 级



(b) 第 22 级

图 10 有排水板地基中的水头

Fig. 10 Water head in the foundation with prefabricated vertical drain

图 11 为第 17 级粉质黏土②底面、淤泥质粉质黏土③₂底面和基岩表面的超孔隙水压力与水平位置关系。排水板间超孔隙水压力呈现半波变化。超孔隙水压力在两排水板间的中部最大,在排水板处最小。地弄正下方虽然没有排水板,但由于其本身由底部击打至基岩表面的管桩支承,堆载压力因其遮蔽而未能传递至其正下方土层,因而超孔隙水压力较小。超孔隙水压力不同土层中差异也很大,排水板处理区域粉质黏土②比淤泥质黏土③₂中大,而在无排水板或排水板未伸入的部位,淤泥质黏土③₂中比其上部粉质黏土②中大。场地内左右两侧排水板未伸入的淤泥质粉质黏土③₂底面和基岩表面的超孔隙水压力较大。

图 12 为第 17 级左承台与左地弄之中部超孔隙水压力。排水板中有超过 40 kPa 的超孔隙水压力,

且底部值较大而顶部值较小,表明地层压缩排出的地下水向上输送。土层②和③₁层因固结系数相比③₂较小(见表 2),因而其超孔隙水压力因消散较慢而较大。③₂底面因排水板未伸入超孔隙水压力而又远远大于排水板所在部位。

图 12 为第 17 级左承台与左地弄之中部超孔隙水压力。排水板中有超过 40 kPa 的超孔隙水压力,且底部值较大而顶部值较小,表明地层压缩排出的地下水向上输送。土层②和③₁层因固结系数相比③₂较小(见表 2),因而其超孔隙水压力因消散较慢而较大。③₂底面因排水板未伸入超孔隙水压力而又远远大于排水板所在部位。

试验中以一天两次的读数频率,监测到了场地内 7 个孔隙水压力传感器的孔压,监测到的最大超孔隙水压力约为 61 kPa。从图 11 可知超孔隙水压力对排水板处理区域的水平位置十分敏感,因而孔压监测结果在定量上难以与预测结果比对。对于排水板处理地基预压固结过程中的孔隙水压力监测,孔压监测点的安装对水平位置要求很高,否则监测得到的土中孔隙水压力在幅值上定量要远差于其随时间的变化趋势。

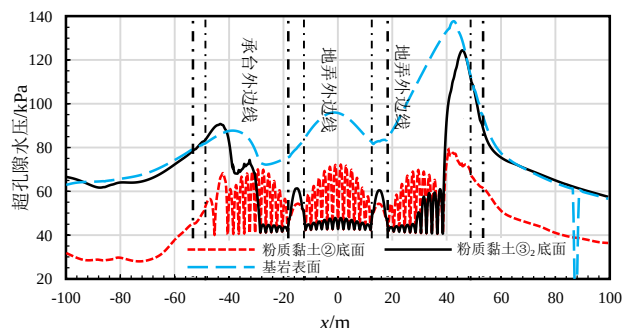


图 11 典型位置水平坐标——超孔隙水压力关系

Fig. 11 Relationship between horizontal coordinates of typical locations and excess pore water pressure

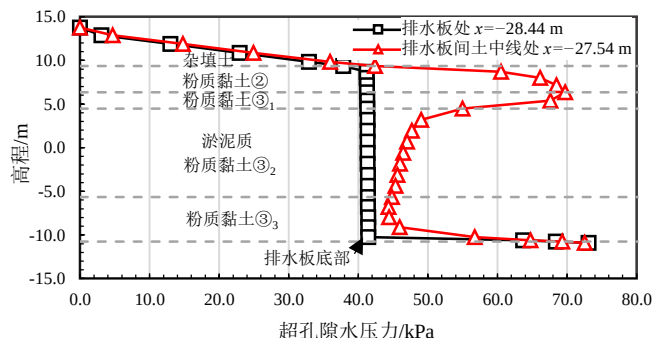


图 12 第 17 级左承台与左地弄之中部超孔隙水压力

Fig. 12 Super pore water pressure vs. elevation in prefabricated vertical drain and soils at the middle of the left bearing platform and the underground gallery

(4) 抗滑稳定性

地基处理后的抗滑稳定安全系数见图 13。第 17 级的向左与向右滑动安全系数分别为 1.73 和 1.72, 第 22 级向左与向右的滑动安全系数分别为 1.36 和 1.30。可见场地地基在排水板处理后, 安全系数得以大幅度提高。

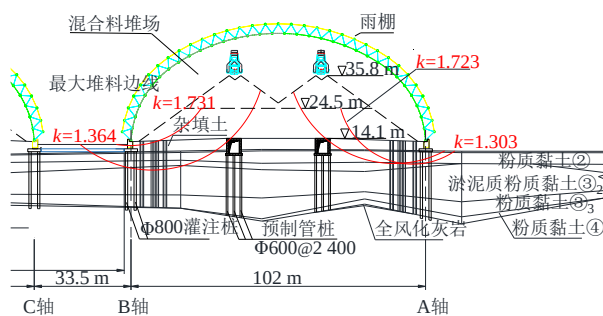


图 13 有排水板时地基的稳定安全系数

Fig. 13 Stability safety factor of foundation with prefabricated vertical drain

(5) 地基中的位移

第 17 级的场地表面沉降的计算预测值与监测点的测量值如图 14 所示, 图中可见二者大体相符。

左承台内侧 3 m 处设置测斜孔, 预测的水平位移与监测值的对比见图 15。虽然预测值与监测值在量上有不小的差异, 但沿着高程的变化率很相近。

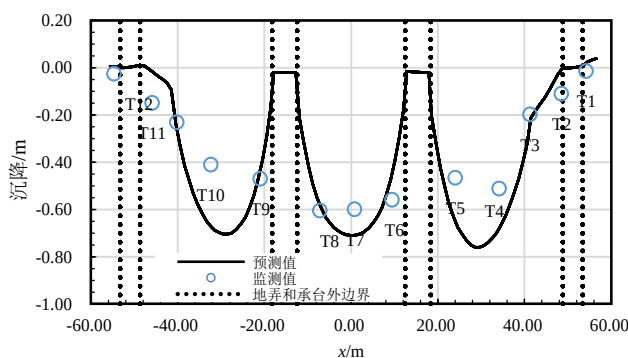


图 14 第 17 级场地表面沉降

Fig. 14 Settlement at the ground surface of the storage yard

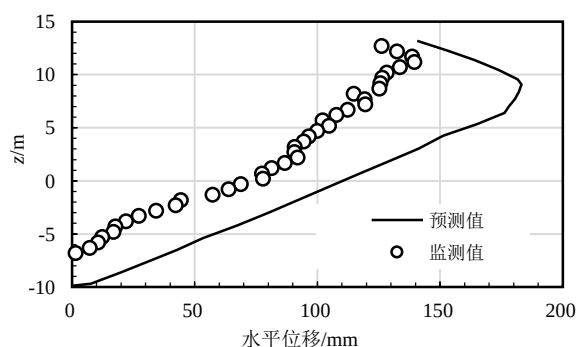


图 15 测斜孔 (左侧承台右 3 m 处) 中的水平位移对比

Fig. 15 Comparison of horizontal displacements inside the inclinometer hole (3 m to the right of the left platform)

4.5 方案研究总结

计算预测与堆载试验结果的对比表明, 场地内插入排水板的二次地基处理方案能大大提高地基的排水固结速度, 有效削减堆载过程中地基的超孔隙水压力, 减小坡脚外地基的水平变形, 提高地基的抗滑稳定安全性。方案从理论和技术实施上都是可行的。鉴于本矿石码头堆场的运行特性, 选择排水板间距 0.8 m 正方形布置的实施方式, 堆载预压利用堆场布料出料的自然堆载卸载模式, 分期控制堆载的最大运行高度, 待地基压密后再进行正常的生产运行。目前混合料堆场地基中排水板处理已经全部完成, 处于控制运行阶段。此阶段正继续监测承台的水平位移和地基中的孔隙水压力变化情况, 以确保场地的安全运行。

5 总结与结论

本文介绍了某矿石堆场试运行堆载过程中雨棚支座承台发生超大水平位移事件的情况, 深入分析了事件发生的原因, 提出并深入研究了地基二次处理方案, 对比了地基中有无排水板工况下堆场运行过程中的超孔隙水压力、位移和抗滑稳定安全性, 并进行了现场试验验证。研究工作表明场地增设排水板后: (1) 能大大降低运行过程中地基土中的超孔隙水压力; (2) 通过分级运行可以达到地基排水固结的效果; (3) 能大大降低堆载过程中堆场雨棚基础的水平位移; (4) 地基处理完成后可以满足地基在设计堆高下的抗滑稳定要求。

另外, 还得到以下认识:

(1) 基于非线性弹性模型并考虑地基固结过程中渗透系数的变化, 采用渗流与变形耦合有限元方法, 能够较好地定量模拟软土地基排水固结过程中的孔隙水压力、桩和土的水平 and 垂直位移。

(2) 地基中的超孔隙水压力水平面上在排水板间急剧变化, 不同土层之间超孔隙水压力的幅值也差异很大。

(3) 基于有限元应力计算结果, 可定量预测排水板处理地基在堆载和正常运用场景中的地基稳定安全系数。

参考文献

- [1] 高令发. 铁路堆场软土地基排水固结法现场试验研究[J]. 高速铁路技术, 2019, 10(6): 82-86.
- GAO Ling-fa. Field test study on drainage consolidation method for soft soil foundation in railway storage yard[J].

- High Speed Railway Technology, 2019, 10(6): 82-86.
- [2] 梁义聪, 聂影, 薛尚铃, 等. 砂石桩处理某综合原料场软弱地基的探讨[J]. 工业建筑, 2010, 40(增刊): 749-755.
- LIANG Yi-cong, Nie Ying, Xue Shang-ling, et al. The study of soft soil foundation treatment in complex raw material field with sand-gravel pile approach[J]. Industrual Construction, 2010, 40(S): 749-755.
- [3] 莫景逸, 黄向平. 某矿料堆场地基失稳原因分析[J]. 水运工程, 2013(10): 212-217.
- MO Jing-yi, HUANG Xiang-ping. Analysis of foundation failure of mineral ore yard[J]. Port and Waterway Engineering, 2013(10): 212-217.
- [4] 曾华健, 潘忱, 嵇超, 等. 上海某物流仓库软土地基沉降加固实例研究[J]. 冻土与地基基础, 2021, 43(3): 119-123.
- ZENG Hua-jian, PAN Chen, JI Chao, et al. A case study on settlement and reinforcement of soft soil foundation treatment of a logistics warehouse in Shanghai[J]. Frozen Soil and Foundation, 2021, 43(3): 119-123.
- [5] 鲁亚楠. 某码头堆场的二次地基处理方案分析与探讨[J]. 中国水运, 2020(5): 77-78.
- LU Ya-nan. Analysis and discussion on the secondary treatment scheme of a dock yard foundation[J]. Chinese Journal of Water Transportation, 2020(5): 77-78.
- [6] TIAN Y, JIANG G, WU W, et al. Elliptical cylindrical equivalent model of PVD-assisted consolidation under surcharge combined with vacuum preloading and its application[J]. Computers and Geotechnics, 2021, 139(11): 1-18.
- [7] 吴梦喜, 宋世雄, 吴文洪. 拉哇水电站上游围堰渗流与应力变形动态耦合仿真分析[J]. 岩土工程学报, 2021, 43(4): 613-623.
- WU Meng-xi, SONG Shi-xiong, WU Wen-hong. Dynamic coupled simulation analysis of seepage and stress deformation of the upstream cofferdam of Lava Hydropower station[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2021, 43(4): 613-623.
- [8] LIU K W, ROWE R K. Numerical modelling of prefabricated vertical drains and surcharge on reinforced floating column-supported embankment behavior[J]. Geotextiles and Geomembranes, 2015, 43(6): 493-505.
- [9] 罗嘉金. 塑料排水板堆载预压法加固软土地基的机理分析及固结沉降研究[D]. 长沙: 中南大学, 2013.
- LUO Jia-jin. Study on reinforcement mechanics and consolidation settlement analysis of soft foundation treatment with the method of prefabricated drain with preloading[D]. Changsha: Central South University, 2013.
- [10] MUALEM Y. A new model for predicting the conductivity of unsaturated porous media[J]. Water Resources, 2017, 12(1): 513-522.
- [11] 吴梦喜, 杨家修, 湛正刚. 边坡稳定分析的虚功率法[J]. 力学学报, 2020, 52(3): 663-672.
- WU Meng-xi, YANG Jia-xiu, ZHAN Zhen-gang. A virtual power slope stability analysis method[J]. Chinese Journal of Theoretical and Applied Mechanics, 2020, 52(3): 663-672.